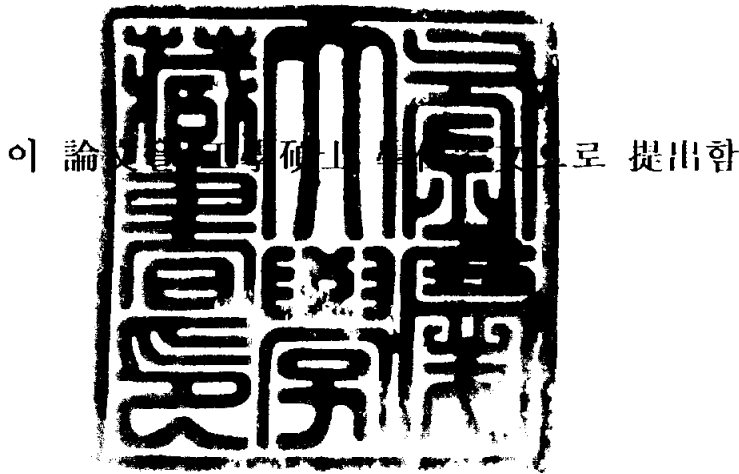


공학석사 학위논문

도심지 깊은 굴착시 지반거동에
관한 연구

지도교수 정 진 호



2004년 8월

부경대학교 산업대학원

토목공학과

권태극

이 논문을 권태극의 공학석사
학위논문으로 인준함

2004년 6월 19일

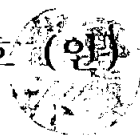
주심 농공학박사 이영대



위원 공학박사 이종출



위원 공학박사 정진호



목 차

표 목차	II
그림 목차	III
Abstract	IV
1 서론	1
2 이론적 고찰	2
2.1 지반 변위에 대한 경험적 연구	2
2.2 지반 변위에 대한 해석적, 반경험적 연구	6
2.3 적용 프로그램	10
3 연구대상지역의 토류벽 수평변위와 지표침하	17
3.1 연구대상 지역	17
3.2 대상지역의 계측기 설치	19
3.3 연구 해석단면	21
3.4 토류벽의 수평변위	23
3.5 스트러트 축력	25
3.6 지반반력계수의 변화에 따른 해석치 비교 분석	27
3.7 역해석을 통한 풍화암의 전단강도정수 추정	32
3.8 지표침하 비교분석	35
4 결 론	39
참고문헌	40

표 목차

표 2.1 굴착시 토류벽의 최대 수평변위에 관한 연구 결과 요약	8
표 2.2 굴착시 최대 지표침하량 및 침하 영향거리에 관한 연구 결과 요약	9
표 3.1 토질별 일반적인 토질특성치	16
표 3.2 경험에 따른 지반반력계수 선정	27
표 3.3 충전물을 포함하고 있는 불연속면의 전단강도	34
표 3.4 굴착으로 인한 지반의 지표침하 포락선 기준 비교	37

그림 목차

그림 2.1 다양한 인접지반에서의 굴착시 인접지반의 침하	3
그림 2.2 굴착으로 인하여 발생하는 인접지표의 침하분포	5
그림 2.3 기본구조 MODEL	10
그림 2.4 굴착면 이상 부분의 지반 spring 거동	11
그림 2.5 굴착면 이하 부분의 지반 spring 거동	12
그림 2.6 탄소성범에서의 변위와 토압	13
그림 2.7 Winkler 가정의 단순화된 표현	15
그림 3.1 연구 대상 지역	18
그림 3.2 계측기의 배치 평면도	20
그림 3.3 해석 단면도	22
그림 3.4 최종 굴착시 토류벽의 최대 수평 변위	24
그림 3.5 최종 굴착시 스트러트의 축력	26
그림 3.6 최종 굴착시 파괴된 9단 스트러트	27
그림 3.7 지반반력계수 변화에 따른 스트러트 축력	29
그림 3.8 지반반력계수 변화에 따른 전단력도	30
그림 3.9 지반반력계수 변화에 따른 모멘트도	31
그림 3.10 최종 굴착시 스트러트의 축력	33
그림 3.11 최종 굴착시 지표침하	36
그림 3.12 최종 굴착시 지표 침하량 비교	38

A Study on the Ground Behavior during Deep Excavation

Tae-Kueg Kwon

*Department of Civil Engineering, Graduate School of Industry,
Pukyong National University*

Abstract

Based on the measured field data obtained from the deep excavation section in the subway 3-line ○○○ site in ○○ Dong, Busan city, the horizontal displacements of the H-pile + concrete walls with struts installed in the ground which consisted of clay, weathered rock and soft rock and the axial force of the struts were investigated.

Our conclusion based on the comparison between the field measurements during excavation works and analytic values of elasto-plastic theory are listed below.

The maximum observed value of 78.24 mm for the horizontal displacements of the walls appears to be 3.4 times greater than the analytical value of 22.85 mm.

The axial forces of the struts measured are 1.3~9.2 times greater than those obtained by elasto-plastic theory.

The change of the coefficient of the subgrade reaction does not remarkably affect the displacement of the walls.

The maximum settlements of the ground for the final depth of excavation in the deep excavation works appears to be 34~42% less than the values proposed by O'Rourke.

1. 서 론

최근 고도의 산업발전과 도시에 인구가 집중됨에 따라 용지 면적이 줄어들고 산업 간접 시설물의 고밀도화를 초래하였다. 특히 도심지에 있어 용지의 효율적인 이용을 위하여 터널, 지하상가, 지하주차장 등 지하 구조물이 설치되고 있다. 이러한 지하 구조물은 기존의 구조물보다 아래 설치되어야 한다. 예를 들어, 지하철의 경우 1호선과 2호선이 교차할 경우, 2호선의 설치에는 상당한 깊이에 설치되게 된다. 이처럼 산업이 더욱 발전함으로서 도심도 굴착이 증가하는 추세이다.

지하 굴착 작업 공사에서 주로 사용하는 공법으로는 흙막이 공법을 주로 사용하는데, 흙막이 구조물의 해석방법으로는 굴착완료 후의 벽체 해석과 굴착단계별 벽체 해석 등이 있다. 굴착완료 후의 벽체 해석에는 단순보법, 탄성 지반상 연속보 해석방법 등이 있으며, 굴착단계별 벽체 해석방법에는 탄소성 지반상 연속보 해석(탄소성법)과 유한요소법 및 유한차분법에 의한 해석 방법 등이 있다. 이 중에서 탄소성법으로 개발된 전산프로그램들은 다층 지반을 굴착함에 따라 단계적으로 변하는 응력이나 변위 및 토압 등을 비교적 충실하게 계산할 수 있어 설계에 주로 이용된다.

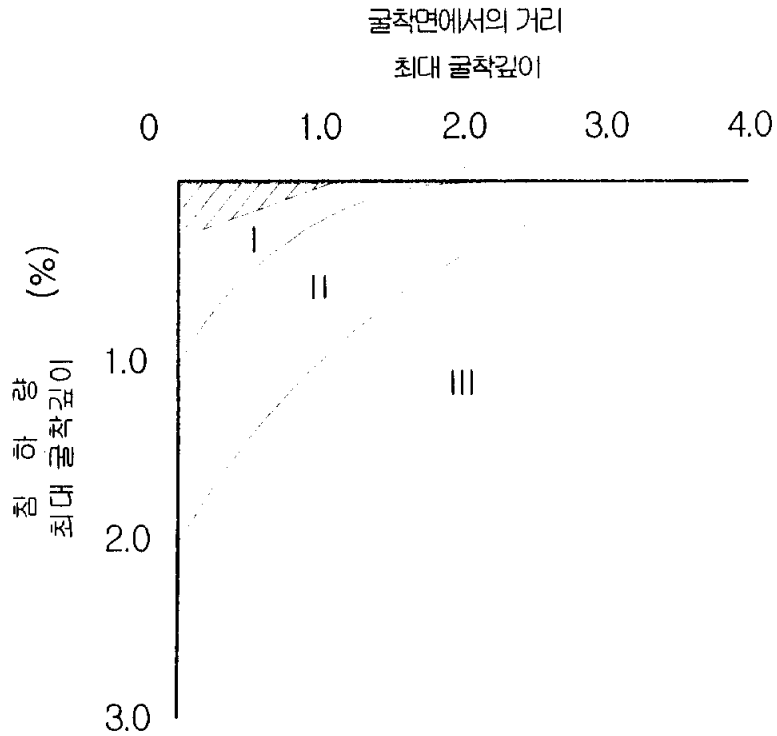
본 연구의 목적은 현장의 수평변위, 축력, 지표침하의 계측치와 탄소성법에 의한 프로그램(SUNEX)의 해석치를 비교·분석하여 도심도 굴착에 있어서 흙막이 벽의 거동을 예측하는데 있다.

2. 이론적 고찰

2.1 지반 변위에 대한 경험적 연구

Terzaghi & Peck(1967)에 따르면 모래지반에서 굴착 현장의 인접 지표에 하중이 큰 얇은 기초가 있다 해도 굴착으로 인한 침하 범위는 굴착 깊이에 해당되는 수평 거리를 벗어나지 않으며 만약 인접 지표에 하중이 없다면 침하 범위는 이러한 수평 거리의 절반을 넘지 않는다. 또한 느슨한 모래나 자갈 지반에서는 굴착 공사 시 지보가 적절하게 설치된다면 최대 지표 침하량은 굴착 깊이의 약 0.5%를 초과하지 않을 것으로 보이나, 이 정도의 침하량도 구조물에 충분히 손상을 줄 수 있다고 언급하고 있다.

Peck(1969)은 모든 여타 조건들이 같다면 굴착으로 인한 침하는 지보의 시공 정도와 지보재의 종류에 따라 상당히 좌우되므로 침하량의 크기는 계산될 수 없으며 기록이 잘 된, 신뢰할 수 있는 측정 결과만에 의해 예측될 수 있다고 지적하고 있다. Peck(1969)은 그림 2.1에서와 같이 현장 측정 결과로부터 연약한 점토 지반을 중심으로 굴착에 따른 인접 지표의 침하 크기와 분포를 토류벽으로부터의 수평 거리에 따라 굴착 깊이에 의한 무차원량으로 표시하고 크게 3영역으로 분류하여 나타냈다. 이것은 굴착 공사 시 다양한 조건 아래에서 예상할 수 있는 침하에 대한 개략적인 산정 방법을 제시하고 있다. 그림 2.1에서 사질토의 경우는 점성토에 비하여 침하영역이 좁고 최대 침하량도 상당히 작게 나타난다. 침하 형태에는 벽체의 강성을 고려하지 않으며 굴착면에서 최대 침하량이 발생하며 횡방향 거리증가에 따라 감소한다고 하였다. 또한 이 도표에 이용된 자료는 H-pile, Sheet-pile을 흙막이 벽체로 사용한 경우이며 침하량에는 흙의 이동에 의한 것과 압밀에 의한 것이 포함되어 있다.



영역 I

모래 및 연약 ~ 경질 점토, 평균시공 건조상태 ($s > 0.25 \text{ kg/cm}^2$)

영역 II

a) 매우 연약 ~ 연약점토 ($s > 0.25 \text{ kg/cm}^2$)

1) 굴착바닥면 아래 점토분포 (유한 두께)

2) 굴착바닥면 아래 점토분포(무한두께), 그리고 $N_b < 5.14 (N_b = \frac{\gamma H}{s})$

b) 시공 난이성이 침하에 영향을 줌

영역 III

굴착바닥면 아래 무한 깊이까지 매우 연약~연약점토가 분포, 그리고

$$N_b > 5.14 (N_b = \frac{\gamma H}{s})$$

그림 2.1 다양한 지반에서의 굴착시 인접지반의 침하(Peck, 1969)

O'Rourke(1975)는 중간 ~ 조밀한 모래 지반과 단단한 점토가 끼여 있는 모래 지반에서 시공 정도가 중간 ~ 양호한 정도일 때, 현장 측정 결과로부터 굴착에 따른 인접 지표의 침하 포락선으로서 최대 침하량은 토류벽 부근에서 약 $0.3\%H$ (H : 굴착깊이), 최대 침하 영향거리는 토류벽으로부터 $2.0H$ 를 제안하였다. 이 때 침하곡선은 모든 굴착 단계에서 곡선의 기울기가 토류벽쪽으로 갈수록 급하게 나타나는 형태를 띄고 있다. O'Rourke(1975)에 따르면 굴착 완료후 본 구조물을 축조하기 위해 가설 스트리트(strut)를 해체했을 때, 침하량이 상당히 증가하는 굴착 단면도 있었으며, 지표의 침하와 말뚝으로 지지된 건물의 침하를 비교한 결과, 지반의 침하는 말뚝의 탄성 압축을 유발하였고, 말뚝 선단부에 어느 정도의 침하를 유발했을 것으로 판단되었다. 또한 Clough & O'Rourke(1990)에 따르면 그림 2.2에서와 같이 모래와 조립토가 지배적인 지반에서의 최대 지표 침하량은 $0.3\%H$ 이내(최종 굴착깊이 : H), 최대 침하 영향거리는 토류벽으로부터 $2H$ 이며, 단단한 점토지반에서의 최대 지표 침하량은 $0.3\%H$ 이내, 최대 침하 영향거리는 $3H$ 이며 침하량의 분포는 토류벽에서 떨어짐에 따라 감소하는 삼각형 분포를 띈다.

St. John(1975)은 단단한 점토 지반에서 이루어진 London Central YMCA와 NPY(New Palace Yard) 지하주차장 공사를 중심으로 현장에서 측정된 지표 침하에 대한 결과를 이용하여, 단단한 점토 지반에서의 버팀굴착에 따른 포락선으로서 최대 침하량은 토류벽 부근에서 약 $0.3\%H$ (H :굴착깊이), 최대 침하 영향거리는 토류벽으로부터 $3.0H$ 를 제안하였다. YMCA, NPY 현장에서는 각각 두께가 0.6m, 1.0m인 지하연속벽이 토류벽으로 사용되었으며, 굴착깊이는 각각 16m, 18m이며 또한 버팀재로서는 본체 구조물의 슬래브를 이용하는 Top Down공법이 채택되었다.

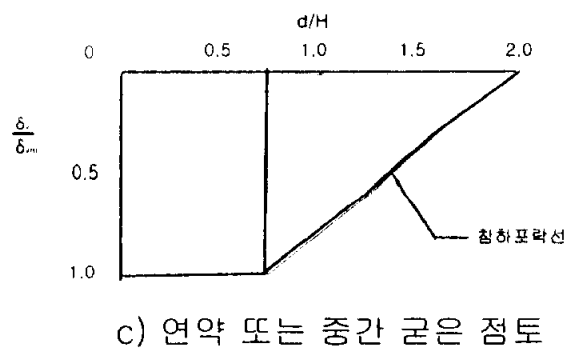
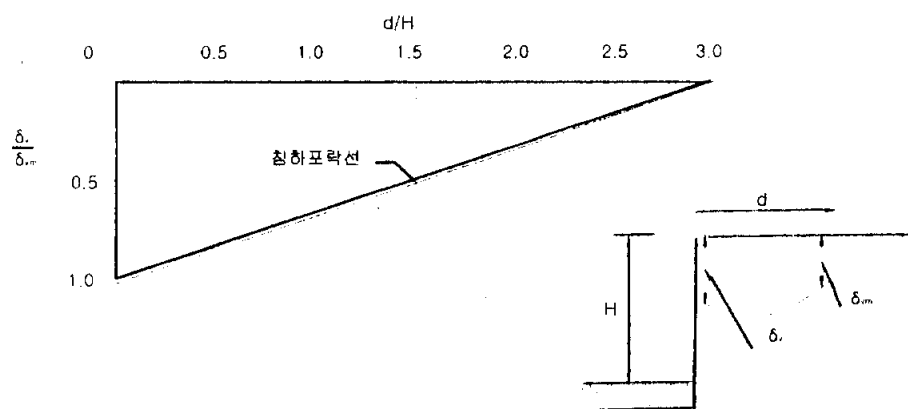
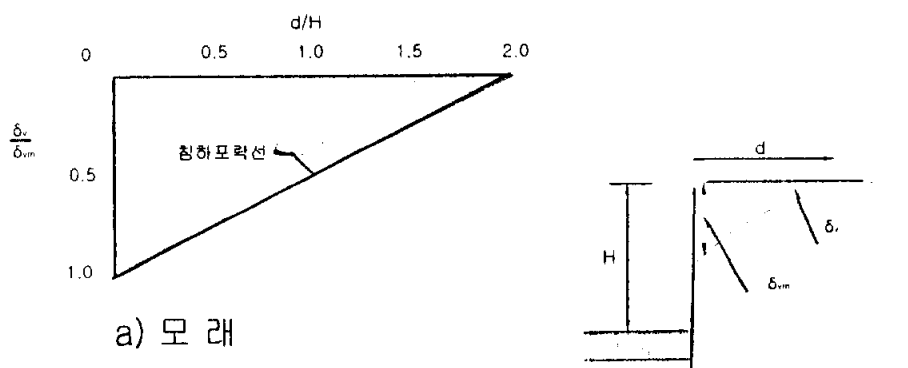


그림 2.2 굴착으로 인하여 발생하는 인접 지표의 침하분포
(Clough & O'Rourke, 1990)

2.2 지반 변위에 대한 해석적, 반경험적 연구

Caspe(1966)는 대수나선형의 활동면을 설정하고 영향권 내의 토체를 일정한 띠로 나누어 토류벽의 수평 변위와 지반의 포아송비(ν)를 이용하여 굴착에 따른 인접 지표의 침하량과 분포에 대한 산정 방법을 제시하고 있다. 결과적으로 토류벽의 수평 변위와 합리적인 포아송비만 주어진다면 굴착 현장 인접 지표의 침하를 계산할 수 있게 되며 역으로 구조물에 대한 최대 허용 부등 침하량이 결정되면 시행착오법으로 구조물이 손상을 입을 수 있는 토류벽의 수평 변위도 찾을 수 있게 되는 셈이다. Caspe방법에서는 지하수위 저하에 따른 지반내 유효응력 증가로 인한 침하는 별도로 계산되어야 한다는 것을 전제로 하고 있다. 한편 Harrison Kane(1966)은 Caspe의 방법에 대해 간편한 적용성과 비교적 명쾌한 이론적 근거에도 불구하고 몇 가지 단점이 있음을 지적하고 있다. 첫째, 지반 변형량이 비교적 큰 경계로서 정의된 토류벽 뒷쪽 면의 위치와 형상에 대한 가정, 둘째, 이 면과 토류벽 사이 임의점에서의 흙의 수평 방향 변형율의 변화를 선형으로 가정한 점, 셋째, 모든 점에서의 연직 방향 변형율(ϵ_v)과 수평 방향 변형율(ϵ_h)의 관계가 Caspe가 제시한 선형 조건인 $\epsilon_v = \nu \epsilon_h$ 보다는 평면 변형율 조건인 $\epsilon_v = \{\nu / (1-\nu)\} \epsilon_h$ 의 관계여야 한다는 점 등이다. 또한 Caspe의 방법을 적용하기 위해서는 토류벽체의 수평 변위량 산정이 전제되어야 하는데 실제로 배면 지표의 침하량 산정 못지 않게 토류벽 수평 변위의 크기와 분포를 산정하는 것도 어려운 일임에 틀림없다.

Bowles(1988)은 Caspe의 방법을 수정하여 Caspe가 실제로 계산, 비교했던 Peck(1943)의 Chicago 지하철 계측치를 근거로 좀 더 간편한 계산 방법을 제시하였다. 즉 추정된 토류벽의 수평 변위로부터 토류벽체가 있는 위치에서의 최대 지표 침하량을 계산하고 토류벽으로부터의 수평방향 거리에 따라 2차의 포물선 형태로 변화하는 침하 분포를 제안하였다.

Fry(1983) 등은 지반을 완전 탄성 및 포화된 것으로 가정하여 트렌치 굴착에

따른 지반의 변위를 분석한 Kyrou의 유한요소해석 결과를 지반 조건에 따라 확장시켜 다음과 같은 탄성식을 제안하였다.

$$\text{수평변위: } \delta_h = \frac{\gamma H^2}{E} (C_1 K_{OT} + C_2) \quad (2.1)$$

$$\text{연직변위: } \delta_v = \frac{\gamma H^2}{E} (C_3 K_{OT} + C_4) \quad (2.2)$$

단, 여기서 γ : 흙의 단위중량, H : 트랜치 깊이, E : 흙의 탄성계수

K_{OT} : 전응력 조건 아래에서의 정지토압계수,

$C_1 \sim C_4$: 상수 (트랜치 형상과 변위를 파악하고자 하는 위치에 따라 결정됨.)

즉 지반의 탄성계수, 측압계수, 트랜치의 기하학적 형상 등을 이용하여 트랜치 벽면으로부터의 임의 지점에서 수평 변위, 연직 변위를 산정할 수 있는 방법을 제시하고 있다.

본 연구에서 조사한 굴착으로 인하여 발생하는 지반의 변위에 관한 기존의 연구 결과들을 요약하면 표 2.1과 표 2.2와 같다.

표 2.1 굴착시 토류벽의 최대 수평 변위에 관한 연구 결과 요약

항 목	지반 조건	토류단조물	제한값 및 측정값	세 안 자
토류벽의 최대 수평 변위 ($\delta_{h,m}$)	단단한 점토, 잔적토, 모래	널말뚝 엄지말뚝+토류판	1.0%H	Peck(1969)
	조밀한 사질토, 빙적토(till)	스트리트 지보	0.2%H 보다 작음. (타이백인 경우에는 보통 더 작음)	NAVFAC DM-7.2 (1982)
	단단한 간열성 점토 (stiff fissured clays)	-	시공의 질적 상태에 따 라 0.5%H, 또는 그 이 상까지 이룰 수 있음	
	연약한 점토 지반	-	0.5%H ~ 2.0%H	
	단단한 점성토, 잔적토, 모래	강성이 작은 것부터 큰 것까지 다양함	0.2%H (이 값은 평균치이며, 상한치는 약 0.5%H 임)	Clough & O'Rourke (1990)
	실트질 모래와 실트질 점토가 번갈아 가며 지반을 형성	대부분 지하 연속벽과 스트리트 지보	0.2%H ~ 0.5%H	Chang Yu-Ou 등(1993)
	암반을 포함한 다층 지 반으로 구성된 서울 지 역 4개 현장	강널말뚝 지하연속벽	0.2%H	이종규 등 (1993)

($\delta_{h,m}$: 토류벽의 최대 수평 변위량, H : 최종 굴착 깊이)

표 2.2 암착시 최대 지표 침하량 및 침하 영향거리에 관한 연구 결과 요약

항 목	지반 조건	토류구조물	제안값 및 측정값	제 안 자
굴착면장 인접 지반 지표의 최대 침하량 ($\delta_{y,m}$)	느슨한 모래, 자갈	임지말쪽→토류판, 강널말쪽	$\delta_{y,m} : 0.5\%H$	Terzaghi & Peck (1967)
	중간 ~ 조밀한 모래 단단한 점토가 끼여 있는 모래	임지말쪽→토류판	$\delta_{y,m} : 0.3\%H, D_1 : 2.0H$	O'Rourke (1975)
	단단한 점토	지하연속벽, Top-Down공법	$\delta_{y,m} : 0.3\%H, D_1 : 3.0H$	St. John (1975)
	연약 ~ 중간 점토	-	$\delta_{y,m} \gg \delta_{y,m}, D_1 > 2.0H$	Goldberg 등 (1976) $\delta_{y,m} = (4 \sim 14) \delta_{y,m}$
	매우단단 ~ 견고한 점토	-	$\delta_{y,m} = (4 \sim 1) \delta_{y,m}$ $D_1 > 2.0H$ (모래지반의 경우 $D_1 \leq 2.0H$)	대부분의 경우는 $\delta_{y,m} = (34 \sim 136) \delta_{y,m}$
최대 침하 영향거리 (D_1)	연약 ~ 중간 점토	스트러트	$\delta_{y,m} : (0.5 \sim 1.0) \delta_{y,m}$	Mana & Clough (1981)
	단단한 점토	강성이 작은 것부터 큰 것까지 다양함.	$\delta_{y,m} : 0.3\%H, D_1 : 3.0H$	Clough & O'Rourke (1990)
	모래, 조립토		$\delta_{y,m} : 0.3\%H, D_1 : 2.0H$	[단단한 점토, 잔적토, 모래 : 평균 $\delta_{y,m} : 0.15\%H$]
	실트질 모래와 실트질 점토가 번갈아가며 지반을 형성	지하연속벽, 스트러트	$\delta_{y,m} : (0.5 \sim 0.7) \delta_{y,m}$	Chang Yu-Ou 등 (1993)

($\delta_{y,m}$: 최대 지표 침하량, $\delta_{y,m}$: 토류벽의 최대 수평 변위량, H : 최종 굴착 깊이, D_1 : 침하 영향거리)

2.3 적용 프로그램

2.3.1 프로그램의 개요

본 연구에 적용된 프로그램은 탄소성 Beam Spring Model로서 단계별 굴착과 지보공에 따른 흙막이 벽의 변위, 전단력, 휨 모멘트 및 지보공의 축방향력을 계산한다.

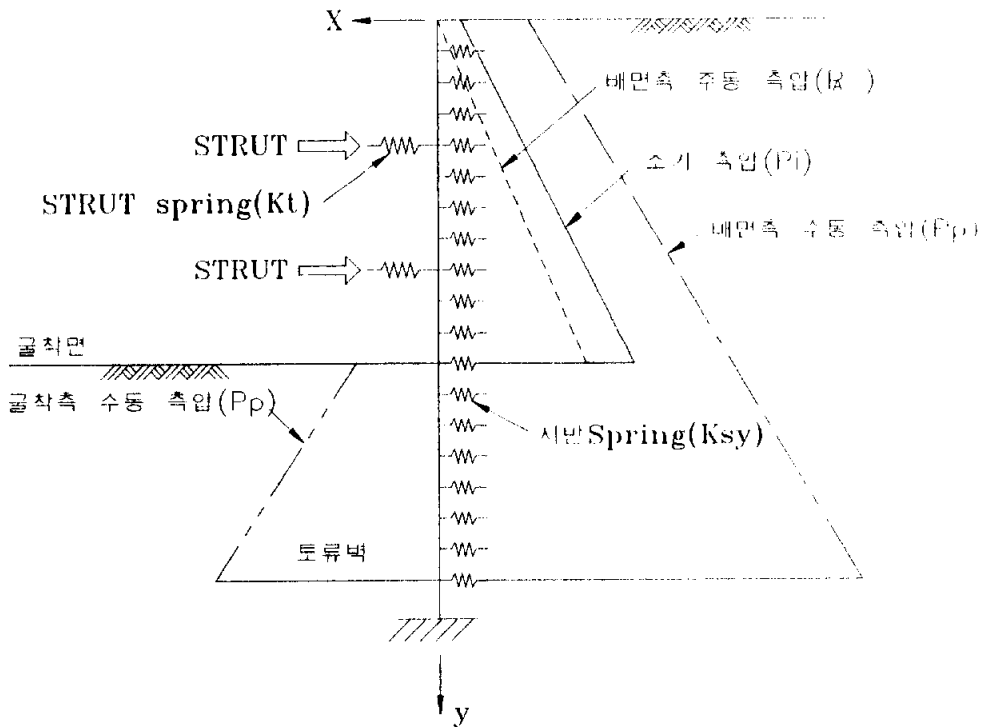


그림 2.3 기본구조 Model

본 Model 에서 하중과 변형에 대한 기본식은 다음과 같이 표시된다.

$$EI \frac{d^4 x}{dy^4} + \frac{A \cdot E'}{L} x = P_i - K_s \cdot x \quad (1)$$

여기서 E : 흙막이 벽체의 탄성계수

I : 흙막이 벽체의 단면 2차 Moment

A : 지보공의 단면적

E' : 지보공의 탄성계수

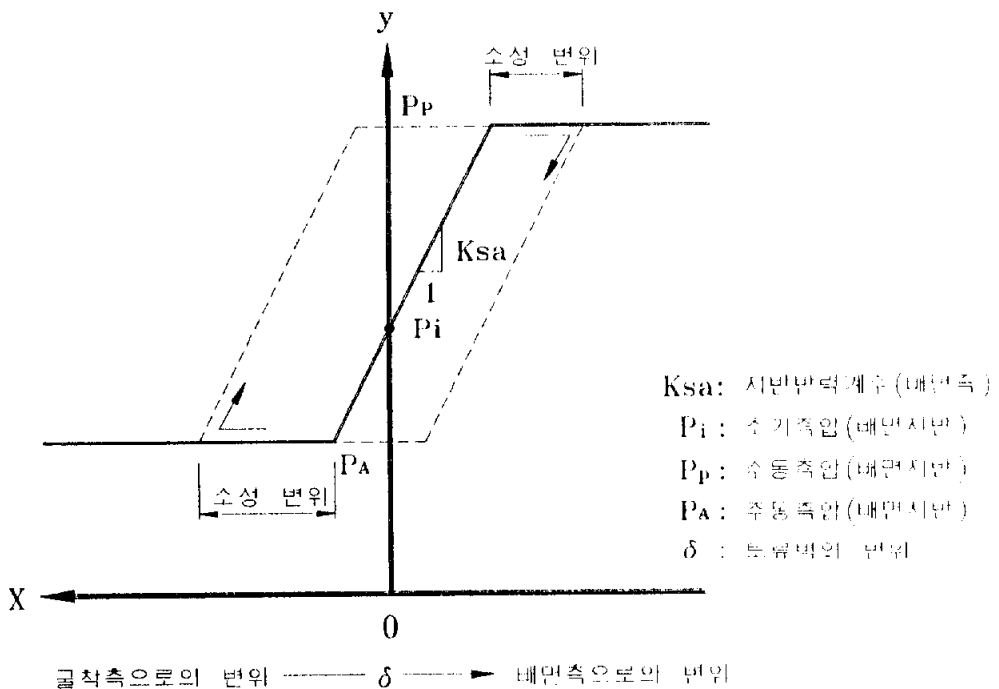
L : 지보공의 길이

P_i : 초기토압 (주로 정지토압이 사용됨)

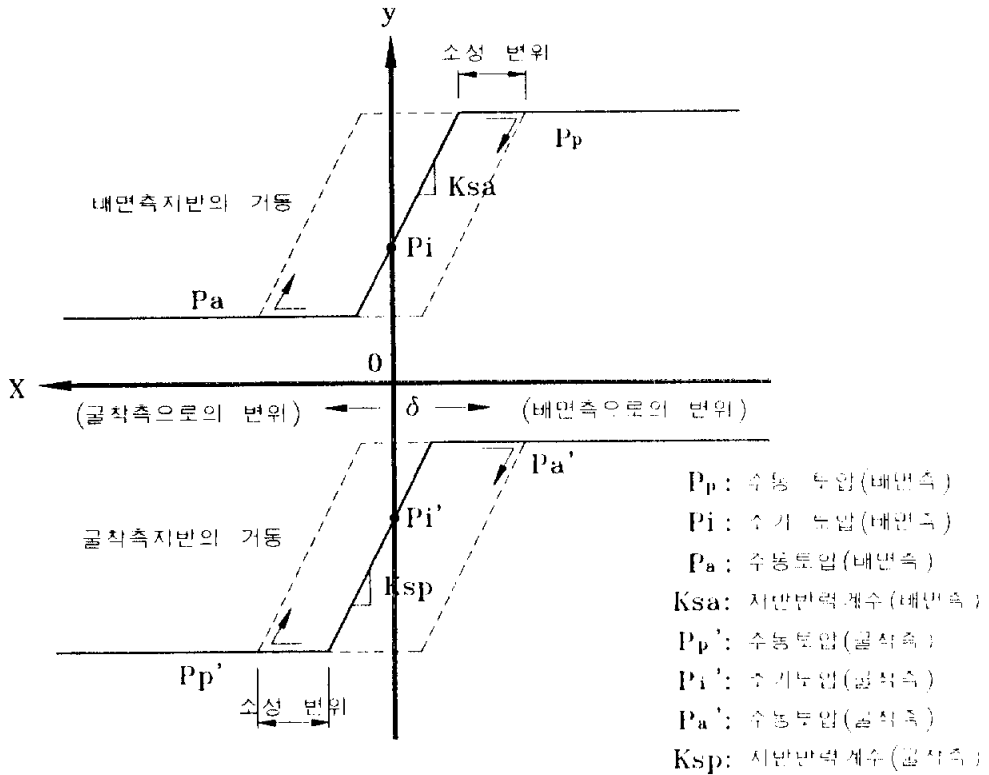
K_s : 지반의 수평방향 지반반력계수

x : 깊이 y 지점에서의 벽체의 x 방향변위이다. (수압 및 기타하중에 의한 변위 포함)

굴착심도 이상 부분 및 굴착심도 이하 부분에서의 변위와 탄소성 관계는 각각 다음 그림과 같다.



<그림 2.4> 굴착면 이상 부분의 지반 Spring 거동



<그림 2.5> 굴착면 이하 부분의 지반 Spring 거동

식 (1)의 좌변에서 보이는 바와 같이 계산초기에 작용시킨 토압 P_i 는 벽체의 변위에 1 차적으로 비례하여 증감된다. 그러나 이 토압은 그림 2.4와 그림 2.5에서 보는바와 같이 수동토압과 수동토압의 범위 (최소 및 최대한계치) 이내에 있어야 하며, 그 범위를 벗어나는 변위가 발생할 때는 토압은 한계토압으로 되고 지반 반력계수를 0 으로 한 후 반복계산이 계속된다. 그전 반복계산시의 토압과 현재 계산시의 토압의 차이가 미리 정해진 오차 이내일 때 계산을 종료한다.

탄소성 해석에서의 기본 원칙과 가정은 다음과 같다.

- ① 지보공 설치지점의 수직벽에는 지보공의 수평간격, 단면적, 길이, 설치각도 및 재료의 탄성계수로 구해지는 탄성 Spring 지점이 부가된다.

$$K_{support} = \frac{A \cdot E}{L \cdot Space} \times \cos(\theta)$$

- ② 위의 지보공에 대한 탄성지점은 그 지보공이 설치될 때 이미 발생된 변위량에 해당하는 선행변위를 가지는 것으로 고려된다.
- ③ 각 굴착단계에서 작용토압은 계산초기에 정지토압을 작용시키고 토류벽체의 변위에 1 차 비례하여 수정된다. 그러나 다음과 같은 한계를 넘지 않는다.

초기토압 : P_i

수정토압 : $P_i \pm K_{soil} \text{ Displacement}$

한계토압 : 주동토압 $\leq$ 토압 $\leq$ 수동토압

위의 범위를 벗어나는 조건이 될 때 토압은 한계토압으로 되며 지반의 Spring 상수는 0으로 된다.

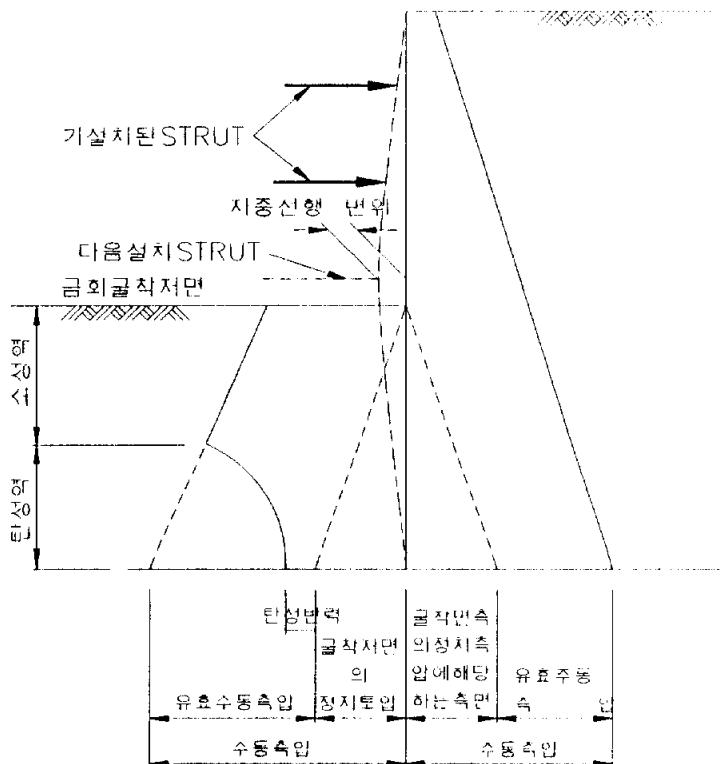


그림 2.6 탄소성법에서의 변위와 토압

2.3.2 프로그램의 특성

본 연구에 적용된 프로그램은 사용자가 사용하기에 편리하도록 주안점을 두고 다양한 지반조건 및 하중조건을 입력할 수 있도록 유연성이 있게 하였으며 주요 특징은 다음과 같다.

- 1) 같은 토층 내에서도 깊이별로 물성의 변화가 가능하다 (C, Ks).
- 2) 굴착측과 배면측의 지반의 물성이 달라도 가능하다.
- 3) 굴착깊이, 토층의 수, 굴착단계의 수, 지보공의 수, 부재의 분할수 등에 제한이 없다.
- 4) 다양한 과재하중, 축압의 적용이 가능하다.
- 5) 정수압 뿐만 아니라 특수한 형태의 수압의 적용이 가능하다.
- 6) Rankine, Peck 토압 및 임의의 토압적용이 가능하다.
- 7) 지반이 수평이 아니고 경사진 경우를 계산할 수 있으며, 벽체와 지반과의 마찰을 고려할 수 있다.
- 8) 토압의 최소치를 규정할 수 있다.
- 9) 지보공의 설치시는 그 전단계에서의 변위를 초기변위로 하여 다음 단계 계산에 적용된다.
- 10) Strut 에 가하는 초기하중 (Jack 압축력) 적용방법이 개선되었다.
- 11) 반복계산에 의하여 지반의 소성상태 여부를 Check 하여 토압및 Spring 상수를 보정한다.
- 12) 흙막이 벽에 대하여 최대 저항 소성 Moment (M_{yield}) 를 입력하면 반복계산에 의하여 흙막이벽에 대하여도 탄소성 해석 (소성 Hinge 법) 을 수행한다.
- 13) 지반의 소성변위가 고려된다 (Option).
- 14) 굴착후 벽체 및 Slab 의 타설, 지보공의 해체 과정도 계산할 수 있다.

- 15) 지표면의 침하가 Caspe 방법으로 계산된다.
- 16) 입력 data 는 특별한 서식에 구애 받지 않는다 (Free Format).
- 17) 매 해석단계마다 계산결과 토압, 변위, 전단력 및 Moment 가 화면에 Graphic 으로 나타나므로 계산과정을 Check 할 수 있으며, 필요에 따라 계산을 중지시킬 수 있다.
- 18) 계산결과 매 단계별 토압, 변위, 전단력 및 Moment Graph 를 Printer 로 출력할 수 있다.

2.3.3 지반반력계수

지반 반력에 관한 개념은 1867년 Winkler에 의해 처음 소개되었다. 지반반력(subgrade reaction)은 하중을 받는 보나 슬래브 등의 구조물과 그 구조물을 지지하고, 구조물이 하중을 전달하는 지반사이 접촉면의 단위면적당 압력을 의미한다. Winkler는 지반반력에 관하여 다음의 가정을 도입하였다.

Winkler 기초의 기본적인 가정은 흙이 일련의 스프링으로 구성되는 매체로 작용하며, 임의 지점의 처짐은 단지 그 지점의 지반반력의 영향을 받는다는 것이다.

그림 2.7에서 나타낸 바와 같이 임의 지점의 압력과 그 지점에서 하중에 의해 발생한 처짐 사이의 비는 지반반력계수(modulus of subgrade reaction, soil-spring constant, κ_s)로 표현된다. 즉,

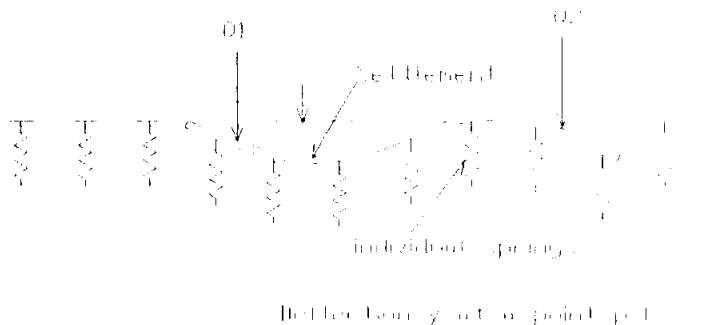


그림 2.7 Winkler 가정의 단순화된 표현

$$\kappa_s = \frac{p}{y} (\text{force/length}^3) \quad (2)$$

여기서, κ_s =지반반력 계수

p = 지반 반력을 받는 부분과 지지지반 사이 접촉면의 단위면적당 압력

y = 하중에 의해 발생한 처짐

지반반력계수의 기본적인 개념은 위와 같고, 일반적인 토질에 따른 지반반력 계수 값은 표 3.1과 같이 적용하고 있음이 일반적이다.

표 3.1 토질별 일반적인 토질특성치

토층구분	γ_{wet} (tf/m ³)	γ_{sat} (tf/m ³)	C (tf/m ²)	Φ (deg)	K_s (tf/m ²)
점토	1.7	1.8	-	< 20	< 1000
실트	1.7	1.8	-	< 25	< 1200
실트질 모래 (느슨)	1.7 - 1.8	1.8 - 1.9	0	25 - 28	480-1600
실트질 모래 (보통)	1.8	1.9	0	28 - 30	1000-3000
실트질 모래 (조밀)	1.8 - 1.9	1.9 - 2.0	0	30 - 32	2000-4000
풍화암	1.9 - 2.0	2.0 - 2.1	0 - 3	32 - 35	4000-6000
연암	2.0 - 2.1	2.1 - 2.2	0 - 5	35 - 40	4500-8000
보통암	2.1 - 2.2	2.2 - 2.4	0 - 10	37 - 45	6000-9000
경암	2.2 - 2.3	2.3 - 2.5	0 - 15	40 - 45	8000-12000

3. 연구대상 지역의 토류벽 수평변위와 지표침하

3.1 연구대상지역

본 연구대상 지역은 부산광역시 OO동에 위치한 지하철 3호선 000공구현장으로, 좌·우측편에 노후화된 1~2층 건물 및 고층 건물이 분포되어 있다. 그리고 교통량이 많아 혼잡한 상태이다.

교통소통의 원활함을 위하여 지표로부터 38~39m 깊이에서 지하 구조물을 축조하는 도심지 깊은 굴착현장으로서 흙막이 공법은 OPEN CUT공법을 적용하는 비탐보 및 지반앵커를 이용하여 업지말뚝 가시설 토류벽을 이용하여 굴착공사를 수행하였다.

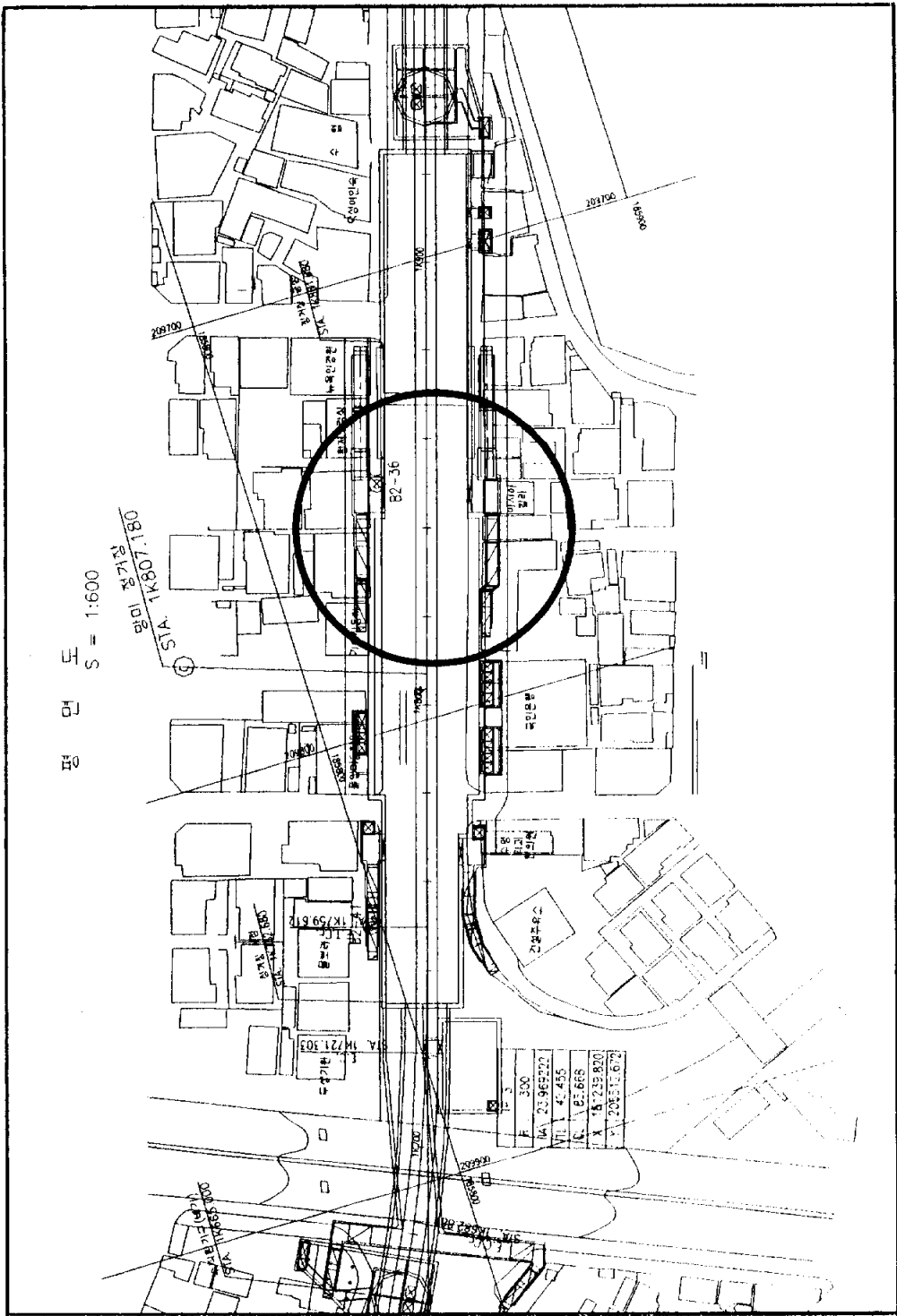


그림 3.1 연구 대상 지역

3.2 대상지역의 계측기 설치

굴착 공사에 따른 지반 및 토류 구조물의 거동을 측정하기 위해 계측기를 다음과 같이 설치하였다. 토류벽의 수평 변위를 측정하기 위해 지중경사계 (inclinometer)를 엄지발뚝 배면 1m지점에 근입장 길이 이상 지지층까지 설치하였으며, 스트리트는 Strain Guage와 Load Cell을 설치하여 스트리트의 안정성 및 변형을 검토하며 인접한 구조물에는 굴착 영향으로 인한 구조물의 기울어짐을 확인하였다. 그림 3.2은 본 연구에서 다루게 되는 대표적인 계측기의 배치 평면도를 나타낸 것이다.

3.3 해석 조건

3.3.1 해석 단면

가시설 토류 구조물 공사시 굴착에 따른 토류 구조물의 변화를 추정하고 그 경향을 기존의 경험식과 비교하기 위해 본 연구대상 지역을 대상으로 해석 단면을 선정하였다. 해석 지점에 대한 단면도는 그림 3.3와 같다.

본 연구대상 지역의 지반조건은 상부로부터 배늪층, 풍화토, 풍화암, 인암 순으로 구성되어 있으며, 지하수위는 초기치 측정 시(99.7.23) 1k820지점은 G.L. -4.74m로 관측되었으며, 01년 12월말 정거장 굴착이 종료 시 수위변화는 1k820m G.L. -38.18m으로 측정되고 있음을 나타내고 있다.

아울러 본 연구 자료는 현장의 토성치를 이용한 이론적인 작용 하중조건과 실제 굴착 시 계측자료에 의한 작용하중 조건에 대한 비교 분석 자료이며, 단면 또한 상대적 변위가 가장 많이 발생한 단면을 대표단면으로 선정하였다.

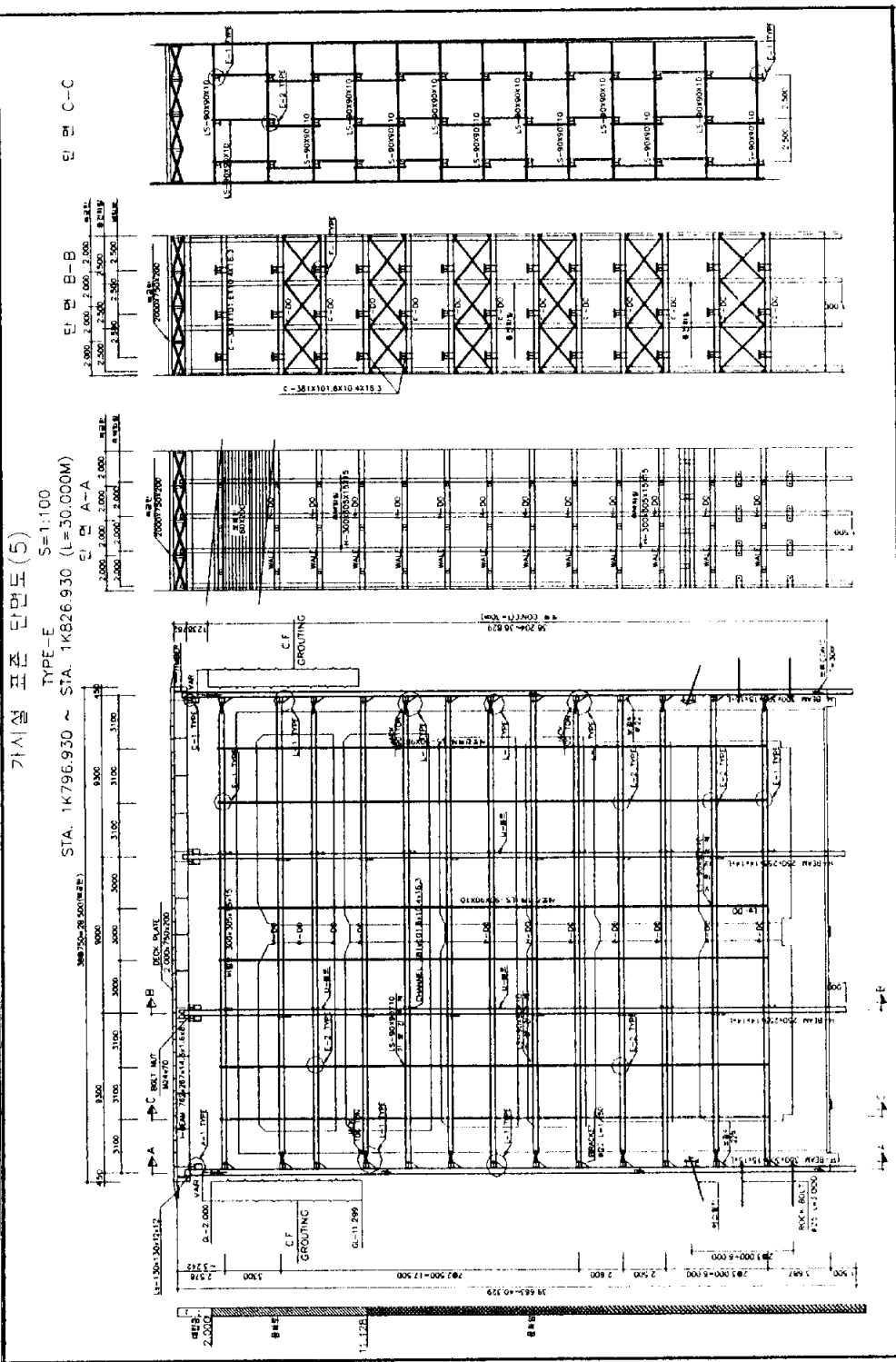


그림 3.3 해석 단면도

3.3.2 토질 조건

전산 프로그램에 적용된 토질 물성치는 토질시험과 표준관입시험 N값을 이용하여 다음과 같이 결정하였다.

토 층	깊이	γ_t	γ_{sub}	C	ϕ	K_s
매립토	2.2	1.8	0.8	0.0	30	2000
풍화토	10.43	1.8	0.8	0.0	35	2500
풍화암	31.8	1.9	0.9	3.0	40	5200
연암	50.0	2.1	2.1	4.0	45	8000

3.4 토류벽의 수평변위

지하 굴착시 토류벽의 변위를 그림 3.4에 나타내었으며, 그림 3.4은 최종굴착시 벽체 최대 변위를 전산 프로그램 해석치와 계측 결과치를 비교분석한 그래프이다.

굴착 초기에는 토류벽에 캔틸레버 형태의 변위가 발생하여 최대 수평 변위의 위치가 토류벽 상단이지만 버팀재 설치와 굴착이 진행됨에 따라 최대 수평변위의 발생 위치는 점차로 하부쪽으로 이동하였다. 본 연구대상 지역의 측정 결과, 토류벽의 수평변위는 초기 굴착시 캔틸레버 형태의 거동을 보인 후 1단, 2단 스트리트 선치시까지 캔틸레버 형태로부터 굴착측으로 볼록하게 내민 형태로 전이하는 형상을 띄었다. 계속해서 2단, 3단 스트리트 이후부터 굴착측으로 볼록하게 내민 형태의 거동의 뚜렷해졌다.

토류벽 벽체의 수평변위는 전산 프로그램 결과의 최대값은 22.85mm이며, 계측 결과의 최대값은 78.24mm로 프로그램 해석값보다 3.4배 크게 나타났다.

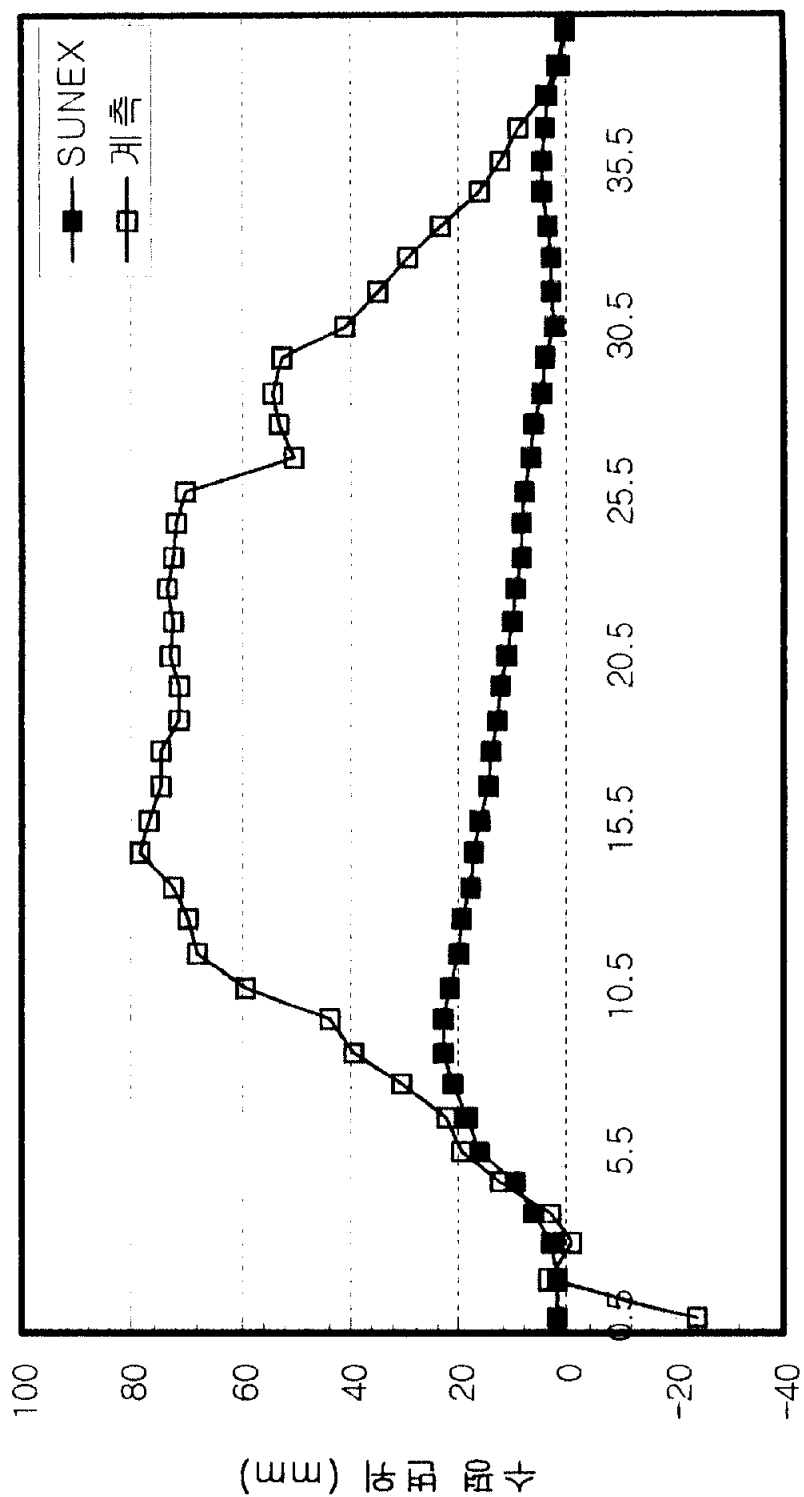


그림 3.4 최종 굴착시 토류벽의 최대 수평변위

3.5 스트리트 축력

도심지 깊은 굴착 공사에 따른 스트리트 축력의 변화를 그림 3.5에 나타내었으며, 그림 3.5는 전산 프로그램 해석치와 계측치를 비교한 그래프이며, 대략 1.3~9.2배로 큰 차이 보이고 있다. 그림 3.6는 최종 굴착 시 파괴된 9단 스트리트의 모습을 보여주고 있다.

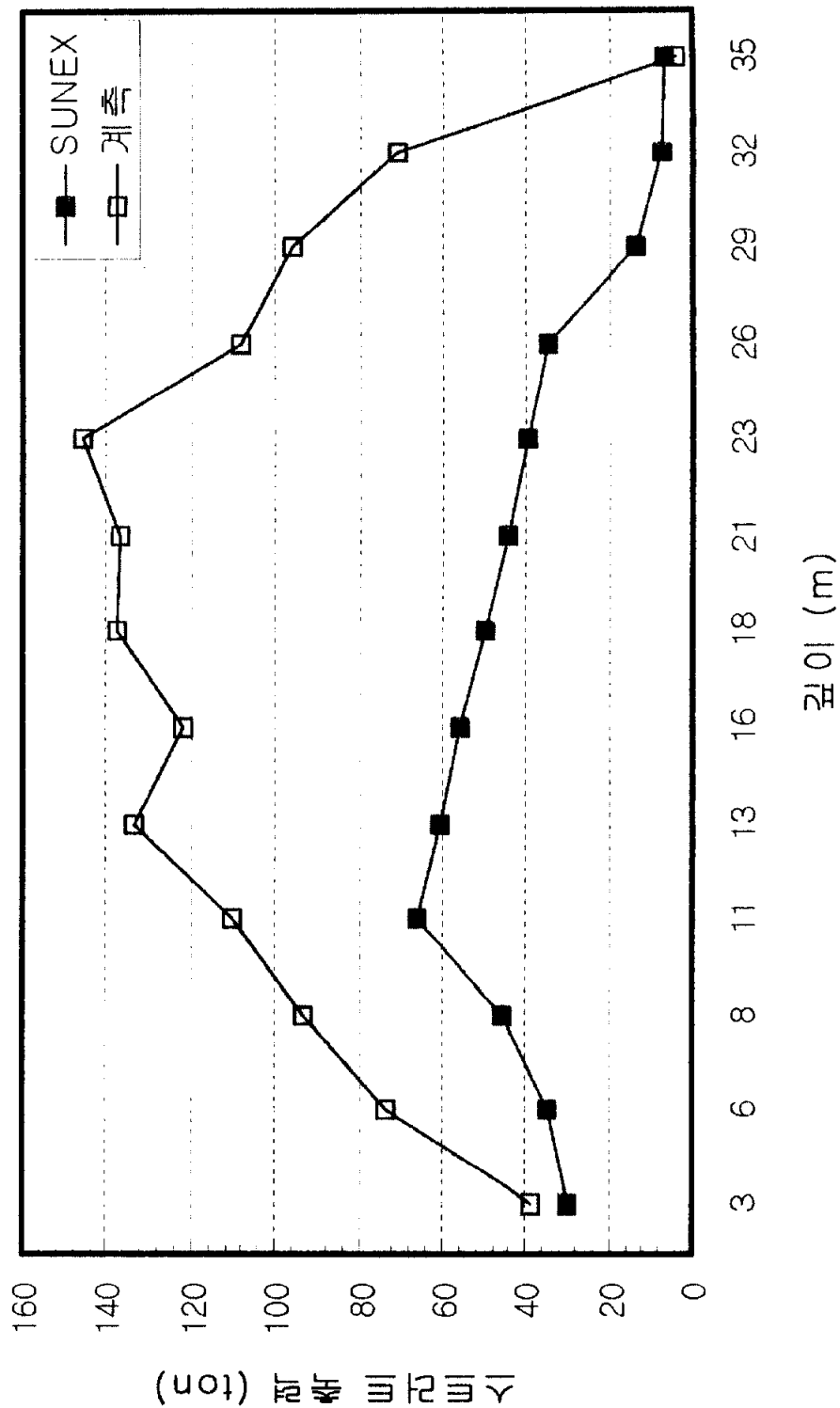


그림 3.5 최종 굴착시 스트리트의 중량

Jack의 내하력이 100ton임을 감안한다면, 프로그램의 해석 결과치에 대해 충분히 견뎌야 하지만, 그림 3.6와 같이 9단 스트리트가 파괴에 이르게 되었다.

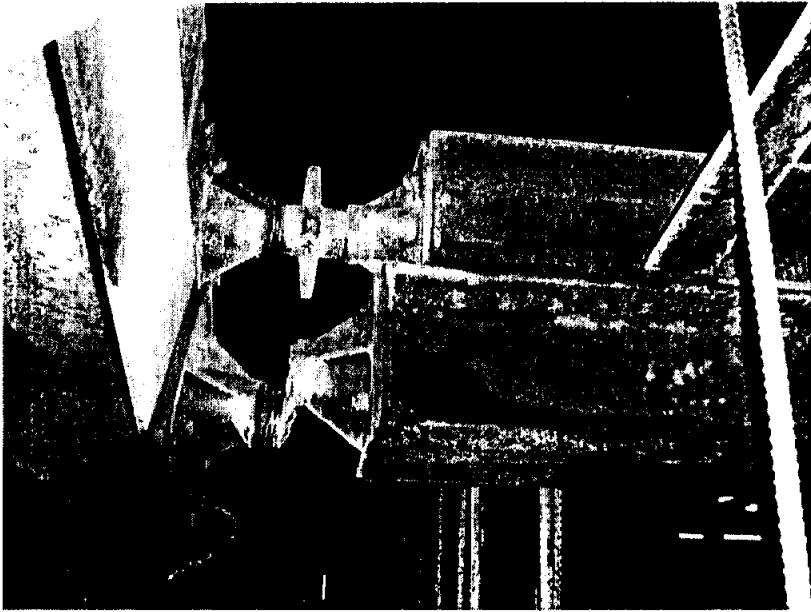


그림 3.6 최종 굴착시 파괴된 9단 스트리트

3.6 지반반력계수의 변화에 따른 해석치 비교 분석

표 3.1을 바탕으로, 본 연구 대상 지역의 토질에 맞게 지반반력계수를 표 3.2와 같이 선정하였다. 선정된 값은 해당하는 토층의 지반반력계수의 범위에서 최상(CASE3), 최하(CASE1), 중간값(CASE2)을 각각 선정하여 작성된 값이다.

표 3.2 경합에 따른 지반반력계수 선정

구분	설계치	CASE1(하)	CASE 2(중)	CASE 3(상)
배립층	2000	960	1980	3000
풍화토	2500	2500	3250	4000
풍화암	5200	3000	4500	6000
암암	8000	4500	6250	8000

표 3.2에 나타난 값을 이용한 프로그램 해석 결과는 그림 3.7에 나타내었다. 그림 3.7, 3.8, 3.9에서 알 수 있듯이, 단계별 굴착에 따른 스트리트 축력, 엄지발톱의 전단력과 모멘트 값의 변화에 대해서는 지반반력계수의 영향은 거의 미치지 않는 것으로 해석되었다.

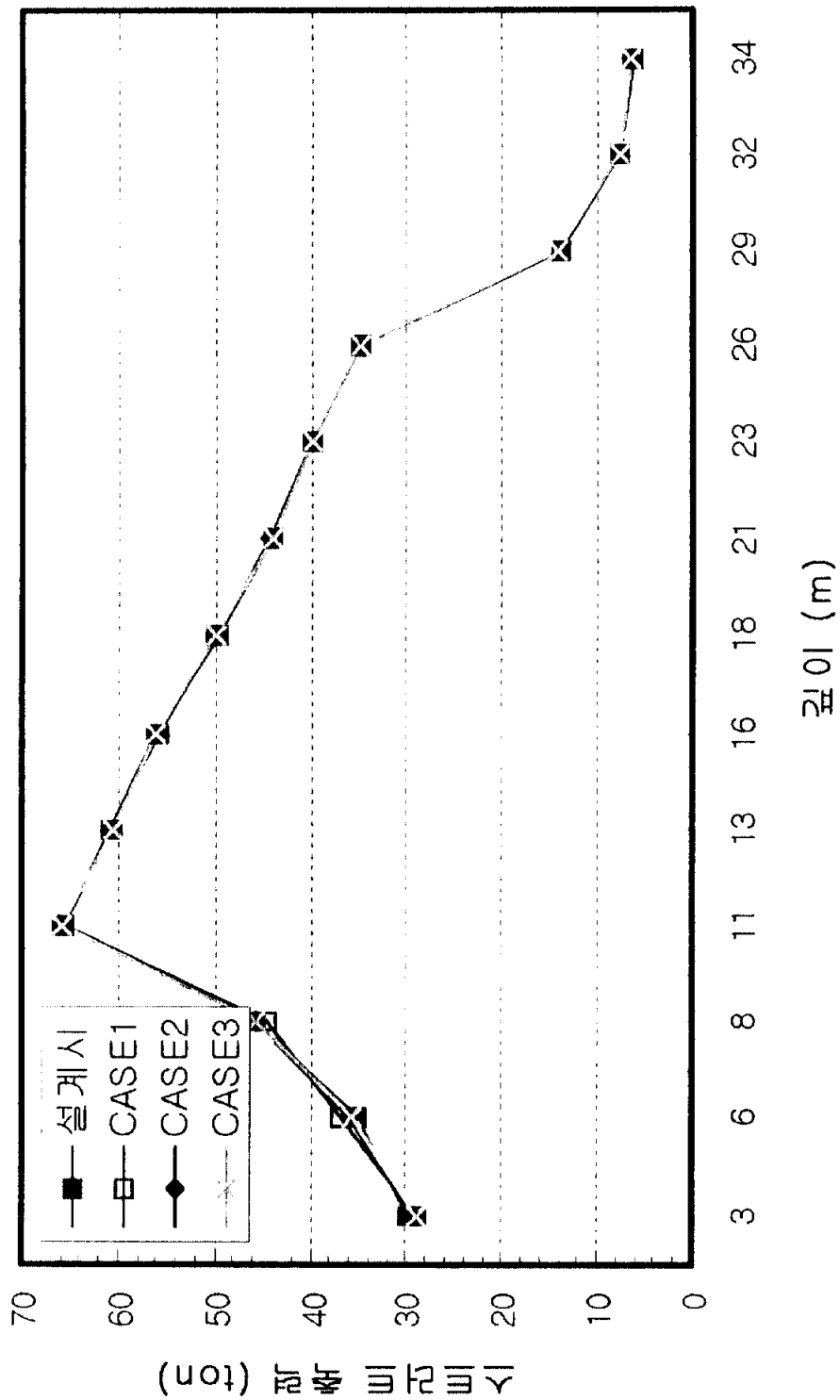


그림 3.7 지반반력계수 변화에 따른 스트리트 축력

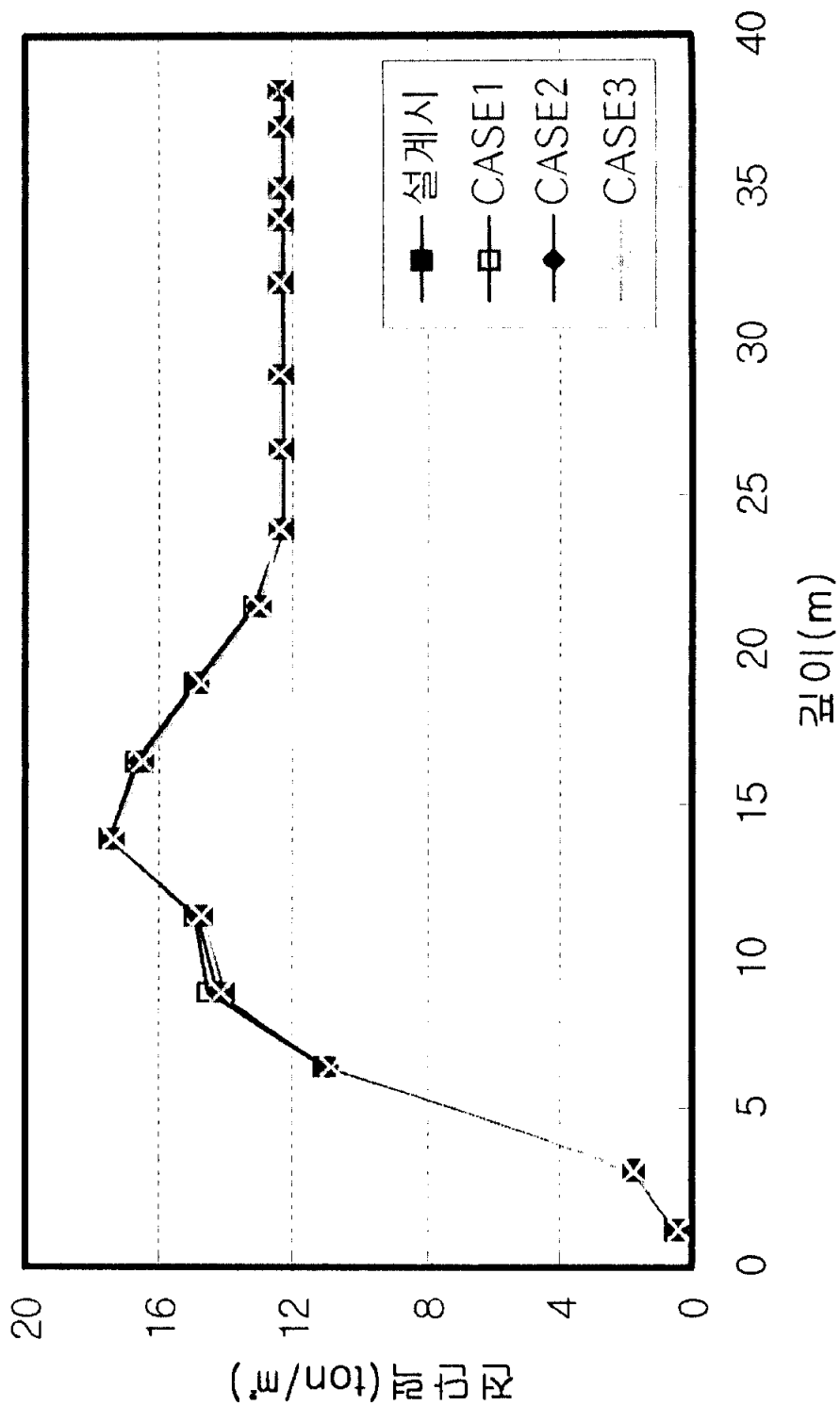


그림 3.8 지반반력계수 변화에 따른 전단력도

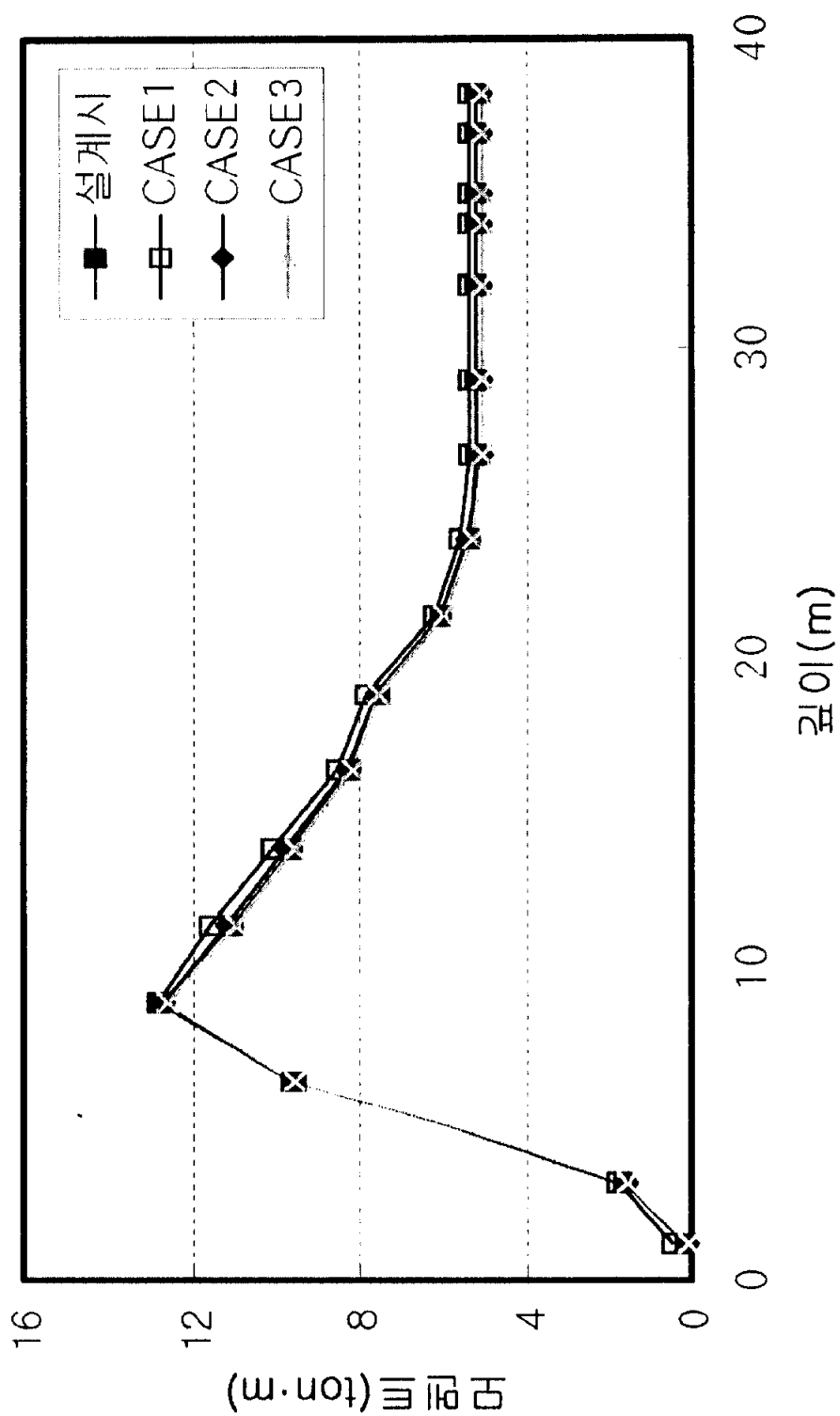


그림 3.9 지반반력계수 변화에 따른 모멘트도

3.7 역해석을 통한 풍화암의 전단강도정수 추정

충전물은 암반을 통하여 물이 이동한 결과 벌어져 있는 틈 속에 퇴적된 물질일 수 있다. 어떤 경우에서건 연약한 충전물이 존재한다는 것은 암반의 안정성에 주요한 영향을 미칠 수 있다.

Barton(1974)은 충전물을 포함하고 있는 불연속면의 전단강도에 대해 아주 포괄적인 고찰을 하였다. Barton이 수집한 것에 기초한 충전절리의 전단강도는 표 3.3과 같다.

표 3.3을 살펴보면, 충전물을 포함한 암반은 $10^{\circ} \sim 42^{\circ}$ 의 내부마찰각과 $0 \sim 7\text{kg/cm}^2$ 의 점착력을 가지고 있음을 알 수 있다. 따라서 이러한 범위를 기준으로 풍화암은 $\Phi=22^{\circ}$, $c=1\text{ t/m}^2$, 연암은 $\Phi=45^{\circ}$, $c=3\text{ t/m}^2$ 을 적용하여 프로그램에 적용하였다.

그림 3.10은 프로그램 해석치와 계측치를 비교한 그래프를 나타내고 있다. 그림 3.10에서 알 수 있듯이, 해석치가 계측치의 85~95%로 나타나고 있다. 따라서 암반내 충전물을 고려한 전단강도정수의 적용이 본 현장의 가시설 구조물 해석에 있어서 필요하다고 판단된다.

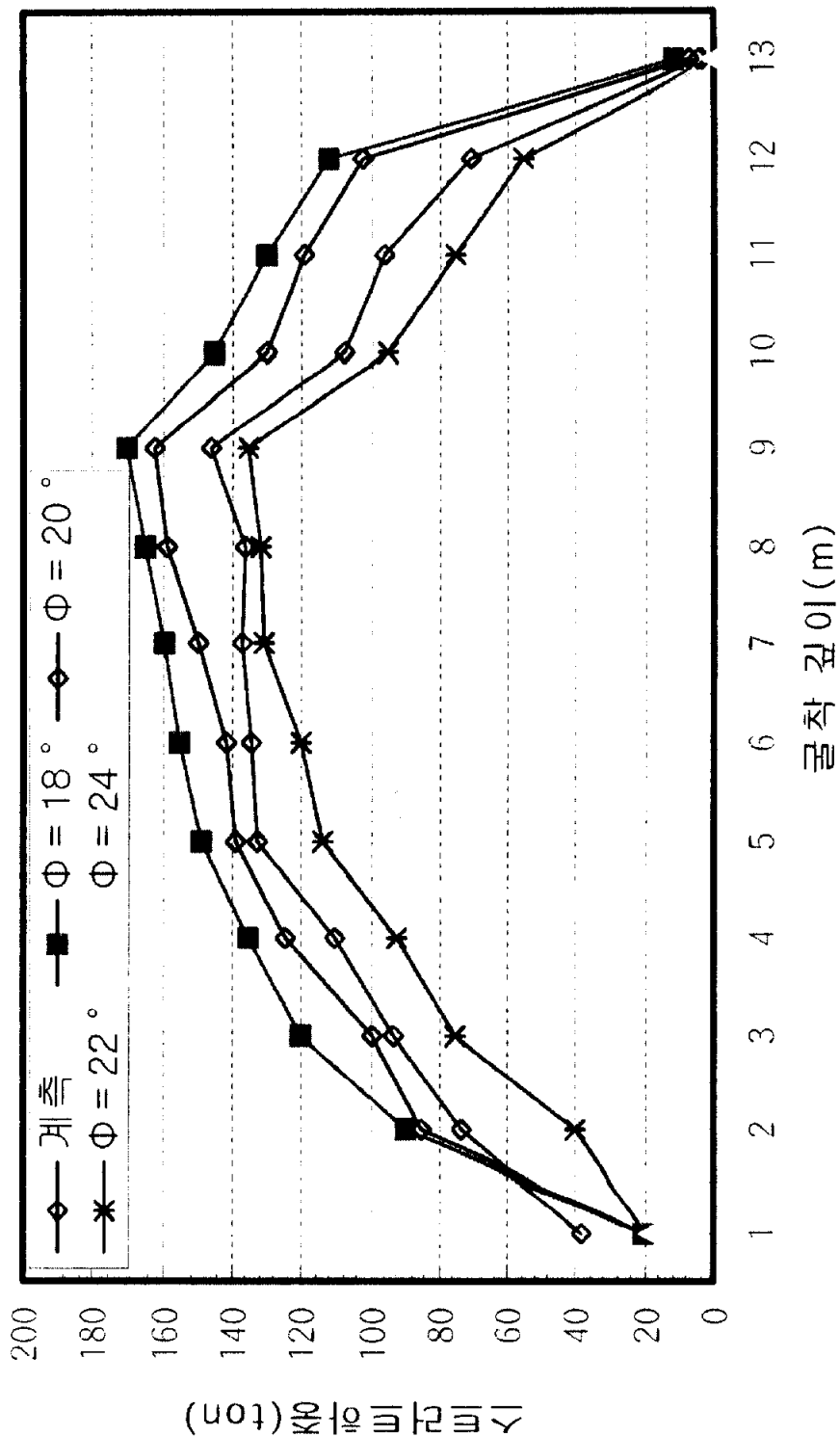


그림 3.10 최종 굴착시 스트러트의 축력

표 3.3 충전물을 포함하고 있는 살인속면의 전단강도

암석명	실	최대강도		전단강도		시 험 사
		c' (kg/cm ²)	φ (°)	c' (kg/cm ²)	φ (°)	
원부암	검토화된 원부암질 각력암, 검토에서 원부암까지의 압축강 변화가 큼	2.4	42			Ruiz, Camargo, Midea & Nieble
멘토나이트	맥암내의 멘토나이트 층 얇은 층상 삼축시험	0.15 0.9~1.2 0.6~1.0	7.5 12~17 9~13			Link Sinclair & Brooker
멘토나이트질 세일	삼축시험 직접전단시험	0~2.7	8.5~29	0.3	8.5	Sinclair & Brooker
검토	가압면, 미끄러짐면, 절리 및 소규모 전단면	0~1.8	12~18.5	0~0.03	10.5~16	Skempton & Petley
검토세일	삼축시험	0.6	32			Sinclair & Brooker
검토세일	성층면(成層面)			0	19~25	Leussink & Muker-Kühnhauser
점탄층 암석	검토 분쇄암층, 두께 1.0 ~ 2.5cm	0.11~0.13	16	0	11~11.5	Simpson & Wilson
매운석	변질된 세일층 두께 약 15cm	0.41	14.5	0.22	17	Pigot & Mackenzie
검토암, 화강 암괴암 및 변암	검토 충전물 (검토 2%, 14~17%)	0	26.5			Browner
화강암	검토 충전물이 있는 단층 직접압력으로 된 단층 충전물과 함께 약화됨. 구조적 전단대, 편암질 및 파쇄된 화강암, 풍화된 암석 및 충전물	0~1.0	24~45			Rocha Nose Evdokimov Sapozhin
		0.5	40			
		2.42	42			
강사암	층리면내 1~2mm의 검토			0	21	Drozd
석회암	6mm의 검토층					Krsmanovic & Krsmanovic & Popovic
	1~2cm의 검토 충전물 1mm 이하의 검토 충전물	1.0 0.5~2.0	13~14 17~21	0	13	
석회암, 이회암 및 간암	층상의 간암층 간암 이회암 접촉면	0.8 1.0	38 10			Salas & Uriel
석회암	이회질 판리, 두께 2cm	0	25	0	15~24	Bernard
간암	간암과 그 하부에 있는 검토사이의 층	0.14~0.3	15~17.5			Schultze
몬모릴로나이트 검토	맥암내에 있는 8cm의 멘토나이트(몬모릴로나이트) 검토층	3.6	14			Eurenius Underwood
		0.16~0.2	7.5~11.5	0.8	11	
간암, 규암 및 규암질 편암	10~15cm 두께의 검토 충전물 얇은 검토를 가진 성층구조 두꺼운 검토를 가진 성층구조	0.3~0.8	32			Seratim & Guerreiro
		6.1~7.4	41			
		3.8	31			
점판암	세립된 판상 및 변질상태	0.5	33			Coates, McRorie & Stubbins
석영/고령토/ 원방각석	혼합시료에 대한 삼축시험	0.42~0.9	36~38			

3.8 지표침하 비교 분석

그림 3.11은 적용프로그램 해석치와 계측치를 비교분석한 그림이다. 최대 지표침하는 그림 3.11에서와 같이 최종굴착 G.L. -38.2m시 토류벽부근 0.0m 떨어진 지점에서 최대 지표침하량 49mm가 발생하였으며, 최종굴착 깊이(H)의 0.13% 지표침하가 발생하였다.

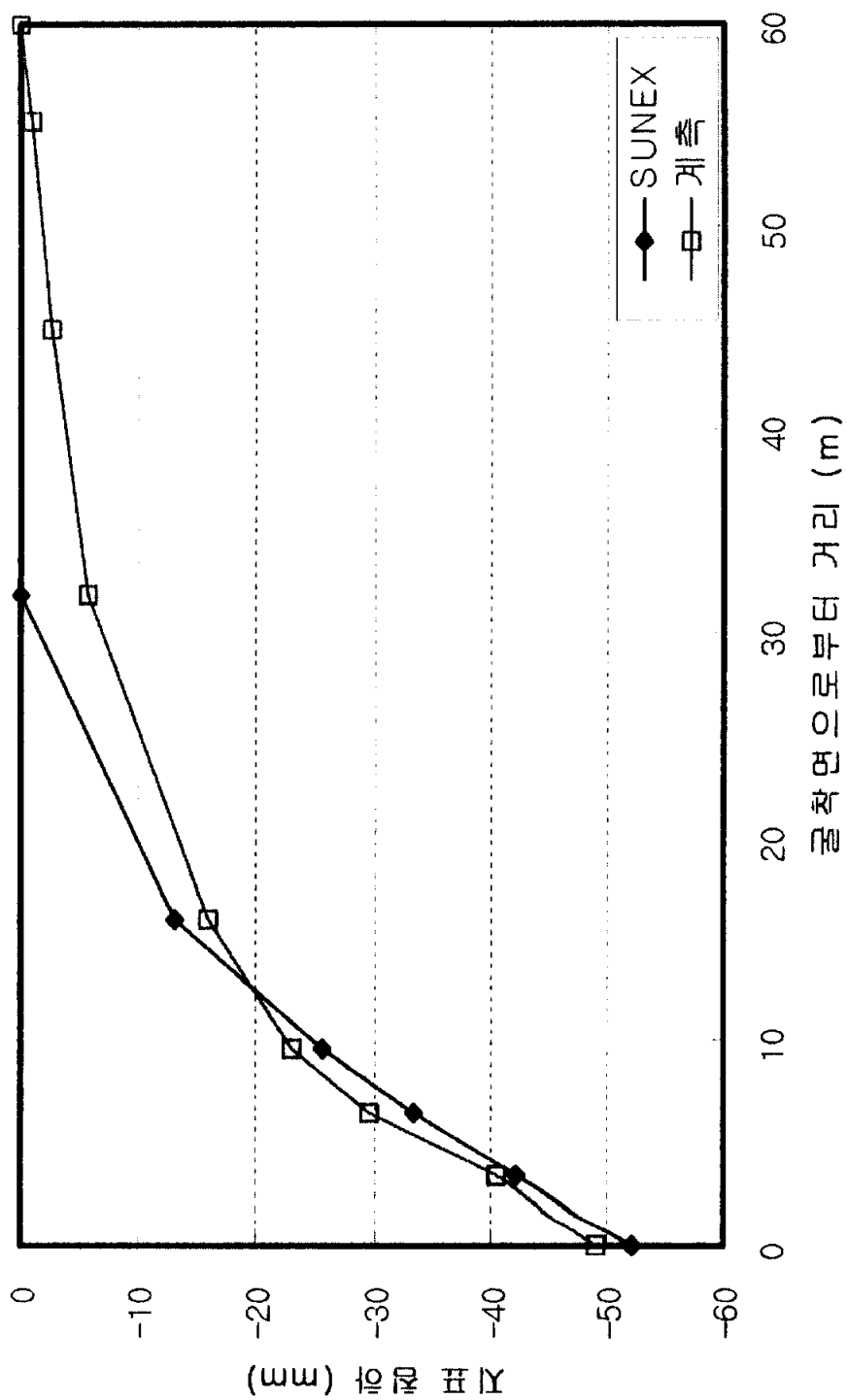


그림 3.11 최종 굴착시 지표 침하

표 3.4은 굴착으로 인한 인접지반의 지표침하 포락선 기준에 대한 기존의 연구결과와 본 연구대상지역에서 계측된 결과를 요약 정리한 표이다.

표 3.4 굴착으로 인한 인접 지반의 지표침하 포락선 기준 비교 (H:굴착깊이)

구 분	Peck	O'Rourke	Goldberg	Clough & O'Rourke		본 연구대상 지역
토류구조물	엄지발뚝 +토류판 +강널발뚝	엄지발뚝 +토류판	-	강성이 작은 것부터 큰 것까지 다양함		엄지발뚝 +토류벽 콘크리트
지반조건	느슨한 모래와 자갈	엄지발뚝 점토층이 중간, 중간에 끼여 있는 중간~조밀한 모래	모래 (조립토)	모래	단단 ~ 매우 견고한 점토	매립층, 풍화토 풍화암, 연암
최대 지표 침하량	0.5%H	0.3%	0.5%H이하	0.3%	0.3%	0.13%
최대 침하 영향거리	2.5H~3.0H	2.0H	2.0H	2.0H	3.0H	0.84H이상

해석단면의 최종 굴착단계 즉, 굴착 완료시에서 기존 연구된 경험식 값과 현장 계측된 지표 침하량을 그림 3.12에 나타내었다. 가로축은 최종굴착깊이에 대한 토류벽에서의 수평거리를 나타내고, 세로축은 최종굴착깊이에 대한 지표침하량의 백분율을 표시한 것이다. 최대 지표침하량은 O'Rourke의 제안값보다 34~42% 작은 값을 나타내었다.

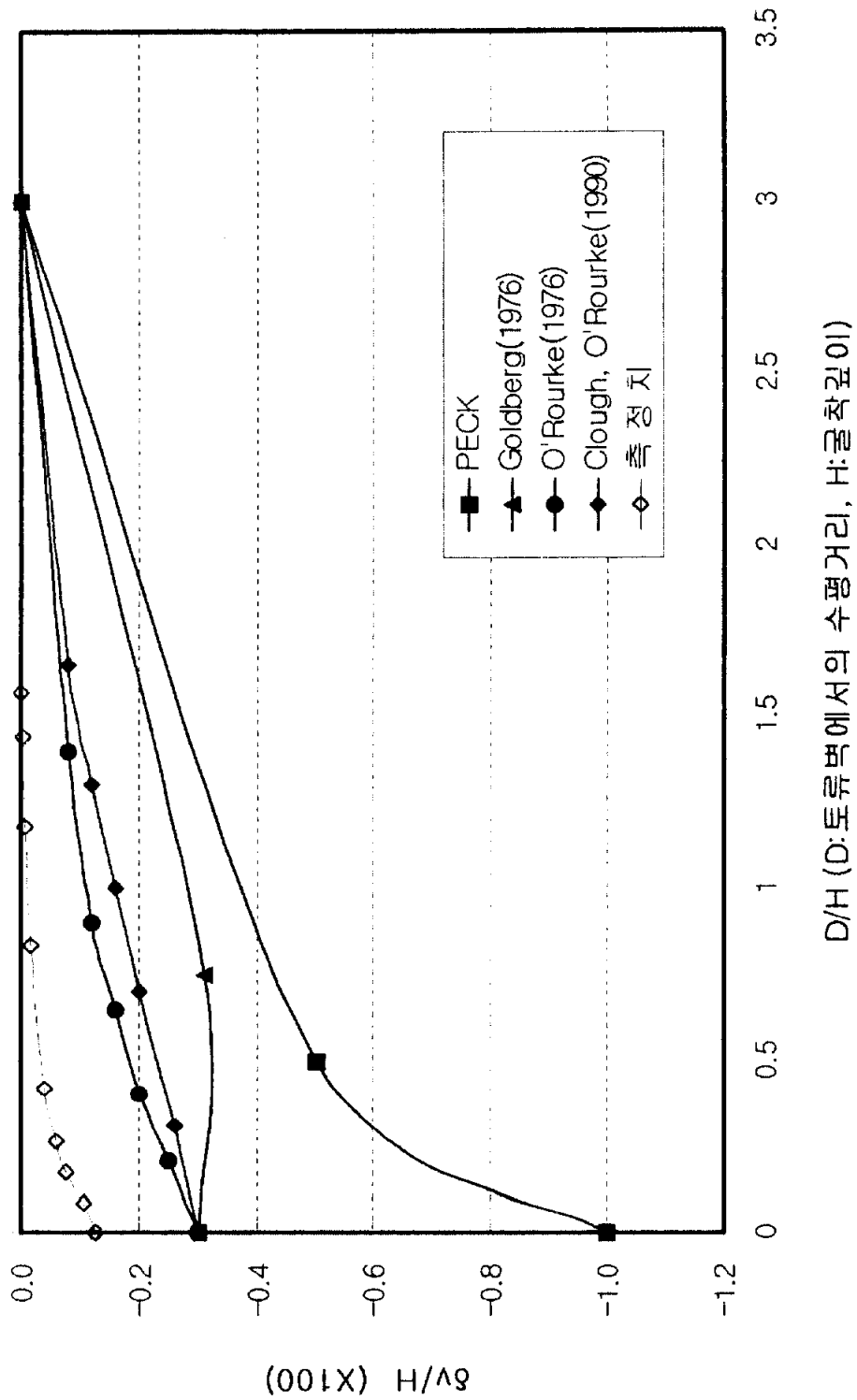


그림 3.13 최종 굴착시 지표 침하량 비교

4. 결 론

부산광역시 ○○동 지하철 3호선 ○○○공구에서 시공중인 깊은굴착의 H-말뚝 + 콘크리트 지보토류벽에 대한 현장계측자료에 의해 토류벽 수평변위와 버팀보 축력을 검토하였다.

지반은 배립층, 점토층, 풍화암, 연암으로 구성되어 있으며 계측된 값과 탄소성해석값을 비교 분석하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 토류벽체의 수평변위는 계측결과의 최대값인 78.24mm가 해석치의 최대값인 22.85mm보다 3.4배 크게 나타났다.
2. 스트리트 축력의 경우 계측치가 해석치보다 1.3~9.2배로 크게 나타났다.
3. 지반반력계수의 변화는 벽체의 거동에 거의 영향을 주지 않았다.
4. 도심지 깊은 굴착 공사에 있어서 최종 굴착깊이에 따른 최대 지표 침하량은 O'Rourke의 제안값보다 34~42% 작은 값을 나타내었다.

참고 문헌

Bjerrum, L. and Eide, O.(1956), "Stability of strutted excavations in clay, Geotechnique", Vol. 1, No. 1, pp.32-47.

Bowles, J. E.(1988). Foundation Analysis and Design. 4th Ed. McGraw Hill Book Co., pp.658-661.

Caspe, M. S.(1966), Surface settlement adjacent to braced open cuts.

Fry, R. H. and Rumsey, P. B.(1983), Prediction and control of ground movement associated with trench excavation, Water Research centre

O'Rourke, T. D.(1981), "Ground movements caused by braced excavations", ASCE, Vol. 107, No. GT9, September, pp.1159-1177. 1

O'Rourke, T. D. and Hobelman, A. G.(1992), "Excavation and Support for The Urban Infrastructure", Geotechnical Special Publication No. 33, ASCE.

Terzaghi, K.(1943), Theoretical Soil mechanics, John wiley sons.

Terzaghi, K. & PECK, R. B.(1967), Soil mechanics in Engineering Practice 2nd Ed., John Wiley and sons, New York, pp.415~457

천일 지오 컨설턴트(1998), 단계별 지하굴착에 대한 탄소성 해석 프로그램; SUNEX

이영수(2002), 깊은 굴착시 지반거동에 관한 연구, 부경대학교 산업대학원

감사의 글

항상 부족한 저에게 끊임없는 격려로 저를 학문의 기로 인도해 주시고, 본 논문이 완성되기까지 열의와 성의를 다해 세심한 지도해 주신 지도교수 정진호 교수님께 머리 숙여 감사드립니다.

여러 가지로 바쁘신 중에서도 본 논문을 심사하시며 세밀한 지도와 충고와 격려를 해주신 이영대 교수님, 이종출 교수님께도 깊은 감사의 마음을 전합니다.

그리고 학위 과정 동안에 지도와 편달로 이끌어 주신 김상용 교수님, 김중수 교수님, 손인식 교수님, 장희석 교수님, 이종섭 교수님, 이동욱 교수님, 김병식 교수님, 이환우 교수님, 정두희 교수님, 국승규 교수님, 이상호 교수님, 김수용 교수님께도 깊은 감사를 드립니다.

아울러 본 논문이 완성되기까지 많은 도움을 준 이병길 선배, 백동일 선배, 임창규 선배, 장봉현 후배, 김성반 후배, 지반공학 연구실 모든 분들께 감사의 마음을 전합니다. 그리고 대학원 과정동안 따뜻한 격려와 아낌없는 후원을 주신 권오성 소장님, 강재석 대리님에게도 감사의 마음을 전합니다.

그리고 직장에서 제게 끊임없는 공부의 중요성을 일깨워 주시고 대학원 진학을 도와주신 대보건설(주)의 윤응수 이사님, 윤성식 소장님, 이재택 부장님, 윤준영 과장님께도 고마운 마음 전합니다.

힘들고 어려울 때 용기와 희망을 주신 부모님과 장인, 장모님 그리고 어려운 살림살이 속에서도 적극적으로 내조해준 아내 경미와 딸 예진이에게 고마움을 전합니다.

끝으로 이 자리에 서기까지 관심을 아끼지 않고 도움을 주신 모든 분들께 깊은 감사의 마음을 전합니다.